

## SEGUNDA PARTE

### CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

#### CAPÍTULO I

##### Cálculo del tablero

##### § I. ESFUERZOS SOLICITANTES

Los esfuerzos a cuya accion se encuentra sometido el tablero de puente son:  
*el peso muerto i*  
*la sobre-carga.*

Esta última puede ser constituida por un tren de carretas o bien por una carga uniformemente repartida.

Si sólo se atendiera a la importancia de las carretas, que realmente traficarán por el puente en la rejion en que éste se encuentra ubicado, bastaria considerar vehículos de un solo eje, con un peso máximo de dos toneladas i arrastrados por una yunta de bueyes; pero es necesario tomar en cuenta el paso de motores, máquinas trilladoras, etc., cuyo tonelaje es considerable i, en consecuencia, prescindir en absoluto de la circunstancia favorable ántes apuntada.

Creemos, pues, quedar dentro de los límites prácticos, adoptando como sobre-carga rodante un tren de carretas de seis toneladas sobre un solo eje, arrastradas cada una por tres yuntas de bueyes.

La sobre carga uniformemente repartida la fijamos en 400 kilogramos por metro cuadrado de puente, admitiendo que éste se encuentre sometido al paso de piños de animales, tráfico mui frecuente en el camino de Yungai a Cabrero.

Los elementos del tablero cuyo cálculo hacemos en los párrafos que siguen son:

*los entablados,*  
*las longuerinas i*  
*los travesaños.*

Para todas estas piezas es mucho mas desfavorable la carga rodante que la carga uniformemente repartida.

De las consideraciones anteriores se deduce que los esfuerzos que deben adoptarse para hacer el estudio de la resistencia del tablero son:

*el peso muerto,*

un tren de carretas de 6 toneladas sobre un sólo eje tiradas, cada una, por tres yuntas de bueyes.

## § II. ENTABLADOS

El puente lleva dos entablados.

El superior, que ocupa la estension central limitada por los guarda-ruedas, es formado de tablonces de 0,20×0,05 m. de escuadría, i va colocado normalmente al eje del puente.

El entablado inferior se estenderá en todo el ancho del puente, i se hará de tablonces, colocados diagonalmente bajo un ángulo de 30°, i cuya escuadría será de 0,30×0,10 m.

Al comprobar la resistencia del entablado, no tomaremos en consideracion la que ofrece el tablonaje superior, el cual sólo servirá, bajo este respecto, para repartir la presion de las ruedas entre varios tablonces inferiores.

Cada uno de éstos descansa sobre cuatro longuerinas, quedando dividido por ellas en tres tramos. A consecuencia de la oblicuidad de los tablonces las luces de estos tramos serán:

$$\text{para los laterales} \quad \frac{1,30}{\cos. 30^\circ} = 1,49 \text{ m.}$$

$$\text{para el central} \quad \frac{1,45}{\cos. 30^\circ} = 1,66 \text{ m.}$$

En las condiciones previstas i en vista de la colocacion de los guarda-ruedas, la carga rodante puede obrar directamente a media distancia entre una longuerina central i otra lateral; el tramo correspondiente de los tablonces se encuentra por esta circunstancia, en peores condiciones de sollicitacion que el tramo central; por otra parte, este último puede considerarse como empotrado en sus extremos, lo que no pasa con aquél.

En virtud de estas consideraciones, la resistencia del entablado inferior podrá comprobarse por el estudio de las fatigas que sufren los tramos laterales de los tablonces bajo la accion de los esfuerzos sollicitantes.

Estos esfuerzos se reducen a la carga rodante, pues el peso muerto es despreciable.

Colocaremos entónces una rueda de 3 t. en el medio del trozo de tablon que se considera. Atendiendo a la disposicion que los entablados presentan, puede admitirse que el superior hace intervenir simultáneamente a tres tablonces del piso inferior para resistir a aquel esfuerzo; admitiremos, ademas que, sólo su mitad, es decir 1.500 kilogramos, sean resistidos por el tablon colocado a plomo de la rueda, repartiéndose su otra mitad entre los dos tablonces vecinos

A causa de la continuidad de los tablonces a la derecha del apoyo *B* (fig. 1),

los trozos sometidos directamente a la accion de las ruedas tendrán un estado de sollicitacion intermedio entre el empotramiento i el apoyo.

El momento sollicitante máximo valdrá:

$$0,188 PL = 0,188 \times 1500 \times 149 = 42.018 \text{ k. cm.}$$

La seccion del tablon tiene por módulo de flexion:

$$\frac{I}{r} = \frac{30 \times 10^3}{6} = 500 \text{ cm.}^3$$

Por consiguiente la tasa de trabajo de la madera será igual a:

$$\frac{42.018}{500} = 84,04 \text{ k /cm}^2$$

### § III. LONGUERINAS.

El entablado inferior descansa directamente sobre cuatro filas de longuerinas de madera, dos de las cuales caen a plomo de las vigas metálicas; ellas distan entre sí 1,30 m. 1.45 m. i 1,30 m. respectivamente.

Las longuerinas se apoyan, a su vez, en los travesaños, espaciados de 2,025 metros, de manera que constituyen piezas sobre varios apoyos; pero, para mayor seguridad, nos limitaremos a estudiarlas como si estuvieran apoyadas solamente en tres de sus puntos.

Como las diferentes filas de longuerinas se encuentran sollicitadas por cargas muy diversas, estudiaremos separadamente la estabilidad de las filas centrales i la de las estremas.

a) *Longuerinas centrales* — Las fuerzas que las sollicitan son:

1.º *La sobrecarga.*—Ésta será una carreta de 3 t. por rueda. Su posición mas desfavorable corresponderá al caso en que recorra directamente la longuerina.

Sabemos que, si una carga aislada P recorre directamente una pieza sobre tres apoyos, A, B i C (fig. 2), el momento máximo en el tramo AB se produce en el punto de aplicacion de la fuerza, cuando ésta llega a una distancia AD de A tal que

$$\frac{AD}{AB} = 0,432$$

i que ese momento tiene por valor

$$\begin{aligned} 0,83 \times \frac{1}{4} PL &= 0,83 \times \frac{1}{4} \times 3000 \times 202,5 \\ &= 126.056 \text{ k. cm.} \end{aligned}$$

2.º *El peso muerto* de una zona de 1,375 metros de ancho.

Este peso por metro corrido se establece como sigue:

doble tablonaje	$1 \times 0,15 \times 1,375 \times 900$ (*)	=	186 k.
peso propio	$1 \times 0,20 \times 0,25 \times 900$	=	45 „
clavos, etc			29 „
TOTAL			<u>260 k.</u>

El momento debido al peso muerto en el punto correspondiente a la situación mas desfavorable de la carga será:

$$\frac{1}{8} pL^2 \times 0,55 = \frac{1}{8} \times 260 \times 202,5^2 \times 0,55 = 7.330 \text{ k. cm.}$$

Luego el momento máximo que se desarrolla en la longuerina valdrá:

$$126.056 \times 7.330 = 133.386 \text{ k. cm.}$$

Siendo rectangular la sección de la pieza, de 0,20 m. de base por 0,25 m. de altura, su módulo de flexión será

$$\frac{I}{V} = \frac{bh^3}{6} = \frac{20 \times 25^3}{6} = 2.083 \text{ cm.}^3$$

Luego obtendremos una fatiga máxima de

$$\frac{133.386}{2.083} = 64 \text{ k. 1/cm.}^2$$

b) *Longuerinas laterales.*—Van colocadas directamente sobre las vigas i no hai, en consecuencia, inconveniente para disminuir su sección a 0,15 × 0,25 m.

#### § IV TRAVESAÑOS

Los travesaños son piezas de acero de 4,05 m. de luz, a las que supondremos apoyadas en sus dos extremos, hipótesis mas desfavorable que la realidad.

Las fuerzas que las solicitan son:

1.º *La sobrecarga.*—Ésta será una carreta de un solo eje de 3 t. por rueda i su presión se transmitirá al travesaño por intermedio de las longuerinas.

Debemos considerar el caso en que la carreta está a plomo del travesaño; entonces su posición mas desfavorable se produce cuando una rueda actúa directa-

(\*) Densidad de la madera 0,9. Véase Otten "Puentes de madera."

mente sobre una de las longuerinas centrales. El peso de esta rueda se trasmite íntegramente al travesaño, i la otra da sobre la segunda longuerina central una reaccion igual a (1)

$$3.000 + \frac{0,65}{1,30} = 1.500 \text{ k.},$$

que se transmitirá al travesaño i sobre la longuerina lateral otra reaccion, igual tambien a 1.500 k., que ésta transmitirá directamente a la viga (fig. 3).

Entónces se tiene el estado de sollicitacion de la fig. 4, i el momento

$$2.520 \times 1.300 = 3.276.000 \text{ k. mm.}$$

2.º *El peso muerto*, que se compone del peso propio del travesaño (57 k./metro corrido) i del que le transmiten las longuerinas centrales ( $260 \times 2,025 = 526,5 \text{ k.}$ ).

El estado de sollicitacion correspondiente al peso muerto será el indicado en la fig. 5.

El momento máximo en el punto medio valdrá:

$$526,5 \times 1.300 + \frac{1}{8} \times \frac{57}{1.000} \times 4.050^2 = 801.318 \text{ k. mm.}$$

El momento en el punto *B* es algo inferior a éste; pero la diferencia entre ambos es insignificante i no hai inconveniente en adoptar para aquél dicho valor.

Tendremos así para el momento máximo total en el punto *B*:

$$3.276.000 + 801.318 = 4.077.318 \text{ k. mm.}$$

El travesaño tiene la seccion de la fig. 6, a la cual corresponden los datos siguientes:

$$p = 57 \text{ k/m. c.}$$

$$\frac{I}{V} = 711.195 \text{ m. m.}^3$$

luego tendremos una fatiga máxima de

$$\frac{4.077,318}{711.195} = 5,7 \text{ k/mm.}^2$$

(1) Hemos adoptado 2,10 m. como distancia entre las ruedas del vehículo de prueba, en virtud de consideraciones que sería inoficioso esponer aquí.

## § V. PESO MUERTO POR METRO CORRIDO DE TABLERO

Tenemos:

Guarda-ruedas	$2 \times 1 \times 0,20 \times 0,15 \times 900 =$	54,0 k.
Entablado superior	$1 \times 3,60 \times 0,05 \times 900 =$	153,0 „
Entablado inferior	$1 \times 4,20 \times 0,10 \times 900 =$	378,0 „
Longuerinas centrales	$2 \times 1 \times 0,20 \times 0,25 \times 900 =$	90,0 „
Longuerinas laterales	$2 \times 1 \times 0,15 \times 0,25 \times 900 =$	67,5 „
Travesaños	$\frac{1}{2,025} 4,05 \times 57 =$	114,0 „
Barandilla, clavos., etc		39,5 „
<b>TOTAL</b>		<b>896 k.</b>

## CAPÍTULO II

## Cálculo de las vigas principales

## ESFUERZOS SOLICITANTES

Para hacer un estudio completo de la sollicitacion de las vigas maestras del puente, es necesario tomar en cuenta todas las acciones exteriores a cuya influencia se encuentran sometidas. Estas acciones son:

- el peso muerto,*
- la sobrecarga,*
- el impulso del viento i*
- las variaciones de temperatura.*

a) *Peso muerto.*—Comprende el peso del tablero, el de los contravientos i el peso propio de los arcos o vigas principales.

El primero de esos elementos ha sido calculado exactamente en el capítulo anterior. En cuanto a los dos últimos, los hemos establecido *a priori*, por comparacion, fijándolos en la cifra total de 222 k. por metro corrido.

Tenemos, en consecuencia:

Peso de la mitad del tablero, por m. c.	448 k.
Peso de un arco i la mitad del contraviento, por m. c.	222 „
<b>Total del peso muerto p. m. c. de viga</b>	<b>670 „ (1)</b>

(1) Despues de terminada el proyecto, se ha podido establecer en el Capítulo VI de la Primera Parte el peso muerto por metro corrido de viga, que vale

b) *Sobrecarga.*—Al considerar los esfuerzos solicitantes del tablero del puente, hemos indicado las diversas sobrecargas que pueden actuar sobre éste. Pero tratándose de las vigas principales, es mucho mas desfavorable la carga uniformemente repartida que el tren de carretas.

Tenemos, en consecuencia, una sobrecarga de 400 k. por metro cuadrado de puente, lo que da para el metro corrido:

$$400 \times 4,2 = 1.680 \text{ k.}$$

es decir:

$$\frac{1.680}{2} = 840 \text{ k/m c. de viga.}$$

c) *Impulso del viento.*—Para un puente carrilero la presion del viento por metro cuadrado se fija, como máximo, en 275 kilogramos, cuando el puente está libre. Si se considera el caso en que un tren pase sobre él, se reduce aquella presion a 170 i aun a 150 kilogramos. En ambos casos se desprecia la pequeña inclinacion del viento sobre el horizonte.

En nuestros cálculos adoptaremos la presion de 275 k. para el puente descargado, i reduciremos esa presion a 125 k. para el puente con sobrecarga, tomando en consideracion que ésta será formada por un piño de animales.

En cuanto a la superficie de accion del viento sobre las vigas, puede avaluarse por la fórmula conocida:

$$F = (F_l' - F_v') + (F_l'' - F_v'') \frac{F_v'}{F_l'}$$

$F$  = superficie que es preciso tomar en cuenta para el avalúo del empuje del viento sobre las vigas.

$F_l'$  = superficie total de la viga espuesta al viento.

$F_v'$  = superficie de sus vanos.

$F_l''$  = superficie total de la otra viga.

$F_v''$  = superficie de sus vanos.

En el caso actual:

---


$$\frac{1}{2} \times 1.470 = 735 \text{ ks.}$$

El cálculo se ha hecho, pues, con un peso muerto inferior en

$$735 - 670 = 65 \text{ ks.}$$

al verdadero; pero este error es sin importancia, si se considera que el peso muerto i la sobrecarga alcanzan por metro corrido de viga a

$$670 + 840 = 1.510 \text{ ks.}$$

El error en ménos sube apénas a 0,043 de esta cifra.

$$F_t' = F_t''$$

$$F_v' = F_v''$$

Ademas, una construccion gráfica nos ha permitido obtener:

$$F_t' = 93,16 \text{ m}^2$$

$$F_v' = 64,76 \text{ ,,}$$

luego:

$$F' = 28,40 + 28,40 \frac{6476}{9316} = 48 \text{ m}^2$$

A esta cifra debemos agregar la superficie del rectángulo de 40,50 metros de largo determinado por las longuerinas, los entablados i el guarda-ruedas (se desprecian las barandillas):

$$40,5 (0,25 + 0,15 + 0,15) = 22 \text{ m}^2$$

Por fin, considerando al puente cargado por un piño de animales, esta sobrecarga puede equipararse a un rectángulo de 1,50 m. de altura i de 40,50 m. de base, cuya superficie será de:

$$40,5 \times 1,5 = 60,75 \text{ m}^2$$

Segun esto, las presiones del viento valdrán:

*Para el puente sin sobrecarga:*

presion del viento sobre los guarda-ruedas, entablados i longuerinas:

$$22 \times 275 = 6.050 \text{ k.}$$

presion del viento sobre las vigas:

$$48 \times 275 = 13.200 \text{ k.}$$

*Para el puente con sobrecarga:*

presion del viento sobre la sobrecarga:

$$60,75 \times 125 = 7.600 \text{ k.}$$

presion del viento sobre los guarda-ruedas, etc.:

$$22 \times 125 = 2.750 \text{ k.}$$



presión del viento sobre las vigas:

$$48 \times 125 = 6.000 \text{ k.}$$

*d) Variaciones de temperatura*

Sólo tomaremos en cuenta los efectos de las variaciones de temperatura que se refieren a los arcos

Para una viga estas variaciones pueden producirse entre límites cuya fijación será meramente aproximada.

Segun los datos suministrados por el ingeniero señor Jorge Calvo, la rejion en que el puente se encuentra ubicado es recorrida en las horas de mayor calor por corrientes de aire fresco que atenúan en parte la elevación de la temperatura. Además el sitio es bajo, de clima templado i al abrigo de frios rigurosos.

Estas consideraciones, unidas a la orientación norte-sur del puente que pone las vigas a cubierto de la acción directa de los rayos solares, durante las horas de mayor calor, han conducido al señor Calvo a fijar las cifras siguientes, que adoptaremos en nuestros cálculos:

temperatura media	+ 12°
„ mínima	— 3°
„ máxima	+ 42°

Admitiendo que el puente haya sido ejecutado a la temperatura media, se deberá contar con:

un descenso de temperatura de	15°
una sobre-elevación de temperatura de	30°

(Continuará)

